



Reliability Assessment of Steel Frames with Semi-Rigid Connections Using Enhanced Simulation Methods

Javad Jamshidi

Ph.D candidate in civil engineering(structure), Najafabad Branch, Islamic Azad University, Najafabad, Iran

Mohsen Izadinia *

Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Najafabad Branch, Islamic Azad University, Najafabad, Iran

Mohammad Ali Rahgozar

Assistant Professor, Department of Civil Engineering and Transportation, Isfahan, Iran.

izadinia@iaun.ac.ir

Doi: 10.71507/civil.2025.1226253

Keywords

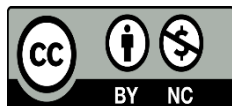
Semi-rigid connections,
failure probability,
reliability,
simulation.

Abstract

Neglecting uncertainties in structural design can lead to inaccurate estimation of failure probability and structural reliability. Since the exact behavior of semi-rigid connections (neither fully rigid nor fully pinned) is not well defined, their design should be based on actual performance characteristics. This study aims to investigate the behavior of steel frames with semi-rigid connections and to compare them with better-performing connections in terms of ductility and other parameters, under seismic loading conditions and in the presence of uncertainties, by implementing a novel reliability analysis method. The proposed method estimates the reliability index, design with maximum failure probability, and the failure probability (Pf) of uncertain systems with higher accuracy and reduced computational effort compared to response surface methods, first-order reliability methods, and Monte Carlo simulation. The results indicate that the enhanced simulation method provides more accurate reliability evaluation for steel frames with semi-rigid connections than the response surface method, owing to the inclusion of uncertainty parameters in the analysis. Steel frames exhibit high sensitivity to variations in random variables such as the yield stress of steel, with reliability decreasing nonlinearly as this parameter increases. Furthermore, the semi-rigid nature of the connections significantly influences the overall structural reliability.

This work is licensed under a [Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License](https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/)

(این نشریه تحت قانون بین المللی کپی رایت Creative Commons: BY-NC می باشد).



* Corresponding Author

ارزیابی قابلیت اطمینان قاب‌های فولادی با اتصالات نیمه صلب و روش‌های شبیه‌سازی بهبودیافته

جواد جمشیدی

دانشجوی دکترای عمران(سازه)، واحد نجف‌آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف‌آباد، ایران.

محسن ایزدی‌نیا*

استادیار، گروه عمران، واحد نجف‌آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف‌آباد، ایران.

محمدعلی رهگذر

استادیار، گروه عمران و حمل و نقل، دانشگاه اصفهان، اصفهان، ایران

izadinia@iaun.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۲۰ اسفند ۱۴۰۳

تاریخ دریافت: ۲۵ آبان ۱۴۰۳

چکیده

در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها در طراحی سازه‌ها، عدم تشخیص صحیح احتمال خرابی و یا قابلیت اطمینان سازه را منجر می‌شود. به دلیل مشخص نبودن رفتار اتصالات ساده (نه کاملاً صلب و نه کاملاً مفصلی) که نیمه صلب هستند، باید طراحی آنها مطابق رفتارشان اجرا گردد. در این راستا هدف از انجام این پژوهش بررسی اتصالات نیمه صلب و مقایسه آنها با رفتار بهتر اتصالات از لحاظ شکل‌پذیری و غیره در حالت عدم قطعیت در برابر نیروهای زلزله با اجرای یک روش جدید برای تحلیل قابلیت اعتماد است. روش پیشنهادی اندیس اعتماد، طرح با حداکثر احتمال خرابی و احتمال خرابی (Pf) سیستم‌های غیرقطعی را دقیق‌تر و با محاسبات کمتر در مقایسه با روش‌های سطح پاسخ، قابلیت اعتماد مرتبه اول و شبیه‌سازی مونت‌کارلو محاسبه کند. نتایج نشان داد قابلیت اطمینان در قاب‌های فولادی دارای اتصالات نیمه صلب با روش شبیه‌سازی بهبودیافته دقیق‌تر از روش سطح پاسخ است و این به دلیل مشارکت دادن پارامترهای عدم قطعیت در محاسبه قابلیت اطمینان است. قاب‌های فولادی نسبت به تغییرات موجود در متغیرهای تصادفی مانند تنش تسلیم فولاد، حساسیت بسیاری داشته و قابلیت اطمینان آنها بلافاصله به صورت غیرخطی، با افزایش این پارامتر، کاهش می‌یابد و اثر نیمه صلب بودن اتصالات در قاب‌های فولادی به طور بارز در قابلیت اطمینان سازه مؤثر است.

واژگان کلیدی: اتصالات نیمه صلب، احتمال خرابی، قابلیت اطمینان، شبیه‌سازی.

*نویسنده مسئول مکاتبات

۱- مقدمه

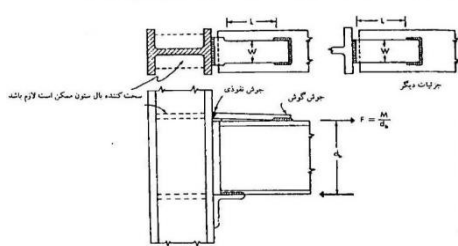
یکی از فرضیات اصلی آنالیز سازه‌ای این است که اتصالات یا کاملاً صلب و یا کاملاً مفصلی هستند، اما اتصالات ساده در سازه‌های معمولی نه رفتاری کاملاً صلب دارند و نه رفتاری کاملاً مفصلی بلکه مشخص شده که اکثر مفاصل چنین رفتار ایده‌آلی ندارند و به‌صورت نیمه صلب هستند و باید طراحی آنها مطابق با رفتار سازه‌ای واقعی آنها اجرا گردد. اتصالات نیمه صلب در سازه‌های فولادی در چند سال اخیر بسیار موردتوجه واقع شده است که دلیل آن جزئیات ساده و امکان ایجاد سازگاری در سختی اتصال است که می‌تواند باعث توزیع بهینه لنگر بین المان‌های اتصال شود. طی دو دهه اخیر چندین بررسی تحلیلی و تجربی برای بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌ها با اتصالات نیمه صلب در دانشگاه‌های ایران و سایر کشورها انجام شده که نشان می‌دهد پتانسیل مهمی برای طراحی سازه‌های با اتصالات نیمه صلب وجود دارد و باعث می‌شود رفتار آنها در مقایسه با سازه‌های صلب در مناطق لرزه‌ای بهتر باشد.

مشکل عمده دیگری که در حال حاضر در کشور ما وجود دارد آن است که به دلیل در نظر نگرفتن عدم قطعیت‌ها در طراحی سازه‌ها نمی‌توان تشخیص صحیح از احتمال خرابی و یا قابلیت اطمینان سازه در اختیار داشت. باتوجه به اینکه خرابی‌های به وجود آمده در اکثر سازه‌های فولادی در اثر وقوع زلزله در اتصالات و یا نواحی نزدیک آن صورت گرفته، طرح و اجرای اتصالات به‌عنوان عناصر واسطه همانند عناصر اصلی ساختمان از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. اتصالات یکی از مهم‌ترین و حیاتی‌ترین قسمت‌های سازه است که رفتار آنها در حین زلزله باید کاملاً مشخص باشد. از آنجایی که اتصالات، رفتاری کاملاً صلب یا کاملاً مفصلی ندارند، هرگونه ضعف در آنها می‌تواند عواقب جبران‌ناپذیری به دنبال داشته باشد؛ بنابراین، مسئله اتصالات نیمه صلب در اینجا مطرح می‌شود. استفاده صحیح و اصولی از اتصالات نیمه صلب می‌تواند از نظر اقتصادی به‌صرفه‌تر باشد که لازم است قابلیت اطمینان در مورد سازه موردنظر بررسی و کنترل شود. هدف از انجام در این تحقیق بررسی اتصالات نیمه صلب و مقایسه آنها با رفتار بهتر اتصالات از لحاظ شکل‌پذیری و... در حالت عدم قطعیت در برابر نیروهای زلزله است. پس از ارائه نتایج در ادامه به سؤالات ذیل پاسخ داده خواهد شد. از جمله اینکه؛ آیا با عدم قطعیت‌های سازه و وجود اتصالات نیمه صلب از شکل‌پذیری سازه می‌توان در جهت بهبود عملکرد آن استفاده کرد؟ طراحی اتصالات نیمه صلب در اسکلت فلزی تا چند درصد می‌تواند پارامترهای نیروهای جانبی و تنش تسلیم فولاد سازه تأثیرگذار باشد؟ آیا استفاده از اتصالات نیمه صلب در خصوص پارامترهای تصادفی مربوط به مدول الاستیسیته و ضریب سختی فولاد می‌تواند مؤثر باشد؟ همچنین، تأثیر درصد صلبیت در اتصالات نیمه صلب در قاب‌های فولادی و نهایتاً قابلیت اطمینان در قاب‌های فولادی دارای اتصالات نیمه صلب با روش شبیه‌سازی به‌بود یافته و سطح پاسخ بررسی خواهد شد.

۲- مبانی نظری

۲-۱- اتصال نیمه صلب

اتصالات فولادی باتوجه به سختی، مقاومت و شکل‌پذیری به سه دسته اصلی تقسیم می‌شوند: صلب^۱، مفصلی^۲ و نیمه صلب. اتصالات نیمه صلب که رفتارشان میان صلب و مفصلی قرار دارد، نقش بسزایی در عملکرد سازه ایفا می‌کنند. این نوع اتصالات معمولاً باهدف تعدیل توزیع لنگر در طول تیر به کار می‌روند، به‌طوری که صلبیت نسبی اتصال موجب تقسیم بهتر لنگر می‌شود و به عملکرد بهینه‌تری منجر می‌گردد [۱]. همچنین استفاده از اتصالات نیمه‌صلب به گونه‌ای طراحی می‌شود که تسلیم ابتدا در تیر یا صفحه اتصال اتفاق افتد، که باعث افزایش شکل‌پذیری و کنترل بهتر پاسخ سازه در برابر بارهای جانبی مانند زلزله خواهد شد [۲، ۳].



شکل ۱- اتصال نیمه صلب با ورق فوقانی برای تسلیم در تیر

۳) استفاده اتصالات نیمه‌صلب در ایران به عنوان اتصال خورجینی به نحوی که تیر از دو طرف ستون عبور کرده و قطع نمی‌شود. اتصالات سازه‌های فولادی کاملاً صلب نیستند؛ بنابراین برای به‌دست آوردن نتایج بهتر باید از اتصالات نیمه صلب استفاده شود که با در نظر گرفتن نتایج آنالیزهای مودال تجربی و عملیاتی می‌توان صلبیت اتصال در المان‌های سازه‌ای را محاسبه کرد. درصد اتصال در پای ستون برای مقاطع مربعی و مستطیلی به ترتیب ۸۱/۷ و ۹۷/۵ درصد می‌باشد و برای قاب‌های دو بعدی ۹۵/۹ درصد می‌باشد. اتصالات نیمه صلب انعطاف‌پذیری سازه‌ها را افزایش می‌دهد و فرکانس طبیعی را کاهش و میزان جابه‌جایی را افزایش می‌دهد [۴].

از قاب‌های فولادی قاب - ستون نیمه صلب می‌توان برای کاهش برش پایه سازه بدون افزایش رانش بام استفاده نمود. باتوجه به اینکه خمش باعث کاهش مقاومت می‌شود می‌توان با کنترل تغییر شکل خمشی ماکزیمم این عملکرد را پایدار نمود و جزئیات اتصال می‌توانند برای ایجاد ظرفیت‌هایی طراحی شوند که با بررسی‌های تحلیلی قابل قیاس

است [۵]. پایداری و واکنش درجه دوم سازه‌های قابی نه‌تنها تحت تأثیر اندازه بار جانبی، تغییر شکل‌های جانبی و درجه آزادی اتصالات

¹ Rigid Joint

² Pin Joint

عدم قطعیت (باهداف حصول ایمنی) که اصطلاحاً «طراحی بهینه بر مبنای قابلیت اعتماد» نام دارد، جایگاه ویژه‌ای در علم مهندسی سازه یافته است.

اتصالات تیر به ستون همواره دارای مقداری سختی خمشی، بین دو حالت ساده اتصال کاملاً صلب و یا اتصال کاملاً مفصلی هستند و در حقیقت «نیمه صلب» هستند. این رفتار نیمه صلب، غیرخطی نیز هست. در نتیجه، برای در نظر گرفتن اثرات رفتار واقعی اتصالات بر پاسخ قاب، در تحلیل و طراحی باید رفتار لنگر - دورانی اتصالات به طور مناسبی مدل شود. تاکنون مدل‌های مختلفی - شامل مدل‌های خطی، چندجمله‌ای، کوپیک بی اسپلین^۱، توانی و نمایی برای مدل‌سازی رفتار $M-\theta$ اتصالات مختلف [۱۱]، تحلیل و طراحی قاب‌های فولادی با اتصالات نیمه صلب [۱۲]. طراحی بهینه قاب‌های خمشی فولادی با اتصالات نیمه صلب با استفاده از روش‌های برنامه‌ریزی ریاضی [۱۳] و روش‌های فرا کاوشی مطالعه شده است. همچنین، آیین‌نامه‌های ساختمان‌های فولادی نظیر BS595 در سال ۱۹۹۰ و Eurocode3 در سال ۱۹۹۲ و AISC در سال ۲۰۱۰ رفتار نیمه صلب اتصالات را مورد بررسی قرار داده‌اند. آیین‌نامه AISC-ASD در سال ۲۰۱۰ سه شیوه ساخت صلب، مفصلی و نیمه صلب را مطرح می‌کند. درحالی‌که آیین‌نامه AISC-LRFD در سال ۲۰۰۱ دو شیوه ساخت کاملاً گیردار^۲ و با گیرداری نسبی^۳ را پیشنهاد می‌کند. رفتار نوع گیردار نسبی که نیمه صلب در نظر گرفته می‌شود، مبتنی بر مطالعات عددی و تجربی است [۱۴].

به‌طور کلی، دودسته روش عمده برای تحلیل قابلیت اعتماد عبارت‌اند از: روش‌های شبیه‌سازی مانند روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو^۴ و روش‌های تقریبی (مانند روش‌های قابلیت اعتماد مرتبه اول^۵ و دوم^۶) [۱۴].

روش مرتبه اول قابلیت اعتماد: این روش توسط محققین پیشنهاد شد فرضیه اصلی مطالعه ایشان این بوده که شاخص قابلیت اطمینان باید در مواجهه با توابع شرایط حدی غیرخطی برای یک مسئله خاص، با تغییر تابع شرایط حدی، ثابت باقی بماند. این روش بر پایه ایده کرنل و استفاده از شاخص قابلیت اطمینان بنا شد؛ بنابراین پاسخ روش مرتبه اول در رویارویی با مسائلی با تابع شرایط حدی خطی بسیار مناسب خواهد بود و نتیجه به‌دست‌آمده از مرتبه اول در مسائل خطی، دقیق‌ترین نتیجه خواهد بود. اما در مسائلی با تابع شرایط حدی مقعر، از آنجایی که روش مرتبه اول بخشی از نواحی سلامت مسئله را نیز به‌عنوان ناحیه خرابی اطلاق می‌نماید، پس احتمال خرابی گزارش شده توسط مرتبه اول در این‌گونه مسائل بزرگ‌تر از مقدار واقعی شده خواهد بود [۱۵].

نیمه‌صلب قرار دارند بلکه با کاهش سختی جانبی هر جزء تیر به ستون اعضا دچار خمش می‌شوند [۶].

کاربرد سازه مرکب و اتصال نیمه صلب به طور چشمگیری وزن سازه را تا ۲۳ درصد کاهش می‌دهد. در قاب‌های بدون حرکت جانبی کاربرد اتصالات نیمه‌صلب می‌تواند خمیدگی‌های عمودی تیر را کاهش دهد و کاربرد آن را در زمانی که راه‌حل‌های مفصلی قابل استفاده نیستند ممکن کند. سیستم‌های مهاربندی در طراحی سازه‌ای فوق این امکان را می‌دهد که بر روی مقاومت برشی مقطع تمرکز کند و از جابه‌جایی‌های جانبی بیش از حد بپرهیزند [۷].

سازه‌های فولادی با قاب‌های ترکیبی صلب و نیمه صلب در شدت متوسط زلزله عملکرد قوی دارند و مقاومت این سیستم ترکیبی، عمدتاً توسط قاب‌های صلب تقسیم می‌شوند و هنگامی که زلزله شدید داریم قاب‌های نیمه صلب در مقابل بخش عظیمی از زلزله مقاومت می‌کنند و باعث توزیع فشار کمتری در قاب‌های صلب می‌شود. همچنین، ممکن است قاب‌های فولادی نیمه صلب پیچ شده با قاب‌های خمشی فولادی در مناطق زلزله‌خیز استفاده شود. اتصال سختی نسبی (β) و مقاومت نسبی (α) بر واکنش لرزه‌ای سیستم ترکیبی تأثیر معنی‌داری دارند و سازه‌های فولادی با قاب‌های ترکیبی صلب و نیمه صلب ممکن است بار لرزه‌ای در قاب‌های صلب را کاهش دهند [۸].

برش پایه قاب‌ها با کاهش سختی اتصال افزایش و تورق قاب‌ها با کاهش سختی اتصال کاهش می‌یابد. بر اساس کاهش برش پایه و افزایش تورق قاب‌های فولادی نیمه صلب با مهاربندی زانویی در مقایسه با قاب‌های فولادی با اتصال صلب می‌توان گفت که استفاده از اتصالات نیمه صلب در آن قاب‌ها باعث رفتار غیرخطی بهتری با کنترل جابه‌جایی قاب در سطح مجاز می‌شود. در تحلیل قاب‌ها در سازه‌های ۵ تا ۲۰ طبقه نتایج حاصل از روش پوشاور نشان می‌دهد که رانش طبقات بیشتر از جابه‌جایی ماکزیمم طبقات می‌باشد [۹].

زمانی که نیروی فشاری محوری، نیروی برشی و نیروی خمشی به طور هم‌زمان بر اتصالات اعمال می‌شوند به طور چشمگیری بر نوع رفتار اتصالات تأثیر گذاشته و در اتصالات مختلف متفاوت است. نیروی فشاری محوری سختی خمشی اولیه را افزایش می‌دهد اما باعث کاهش طیف نمودار لنگر - دوران می‌شود. در اتصالات مفصلی مقاومت خمشی الاستیک با افزایش نیروی فشاری محوری افزایش می‌یابد ولی در اتصالات نیمه صلب کاهش می‌یابد. هم اتصالات مفصلی و هم اتصالات تویی و پیچی صلبیت خمشی خوبی دارند [۱۰].

۲-۲- قابلیت اطمینان سازه‌ها

قابلیت اعتماد سیستم‌ها «قابلیت اعتماد، احتمال عملکرد مطلوب یک سیستم تحت شرایط کاری از پیش تعیین شده و برای زمان معین است». از آنجایی که همواره مهندسین سازه بر آن بوده‌اند که با کمترین هزینه، ایمن‌ترین سازه‌ها را طراحی و اجرا نمایند؛ لذا، طراحی بهینه سازه‌ها (باهداف کاهش هزینه یا بهبود عملکرد) با در نظر گرفتن اثرات

¹ cubic B spline

² Fully Restrained (FR)

³ Partially Restrained (PR)

⁴ Monte Carlo Simulation (MCS)

⁵ First-Order Reliability Method (FORM)

⁶ Second-Order Reliability Method (SORM)

روش مرتبه دوم قابلیت اعتماد: عملکرد روش مرتبه دوم نیز کاملاً مانند روش مرتبه دوم است، با این تفاوت که در روش مرتبه دوم یک ترم اصلاحی K مطابق با مشتق تابع شرایط حدی برای در نظر گرفتن انحنای تابع شرایط حدی نیز مورد توجه قرار داده می‌شود. به این ترتیب با ضرب ضریب به دست آمده برای ابعاد مختلف مسئله در مقدار قابلیت اعتماد مرتبه اول انحنای مسئله نیز در نظر گرفته می‌شود و پاسخ حاصل از روش مرتبه اول که برای توابع غیر خطی با مقداری خطا همراه بوده است، مطابق با رابطه بهبود داده می‌شود.

$$PfSORM(23) = (-\beta) \Pi n - 1(1 + \beta \kappa i)^{1/2} \quad i=1$$

از نتایج حاصل از حل سیستم لرزه‌ای دو درجه آزادی می‌توان دریافت که فضای محاسباتی این مسئله بسیار پیچیده بوده و ممکن است روند محاسباتی را با مشکل مواجه نماید از آنجائی که روش مرتبه دوم از تقریب درجه دوم به منظور اصلاح احتمال خرابی حاصل از مرتبه اول استفاده می‌نماید، پس می‌توان دریافت که مسئله مذکور در فضای هاپیر هشت بعدی، دارای تابعی غیر خطی و با انحنای نزدیک به انحنای تابع چند جمله‌ای درجه دوم است. به این ترتیب پاسخ حاصل از روش مرتبه دوم بهترین پاسخ و نزدیک‌ترین پاسخ به مونت کارلو بوده است [۱۶].

اگر چه مزیت عمده روش مونت کارلو دقت بالای جواب‌های حاصل شده برای اغلب مسائل گوناگون است؛ با این حال، در اغلب موارد هزینه بسیار بالای محاسباتی مورد نیاز است. در مطالعات متعددی به ارائه روش‌های کارا برای تحلیل قابلیت اعتماد پرداخته شده است. تعدادی از این پژوهش‌ها به اختصار عبارت‌اند از: محققان [۱۷] با استفاده از ابزار تولید اعداد شبه-تصادفی و مدل‌سازی جعبه احتمالاتی، یک روش شبه-مونت کارلو مبتنی بر فواصل برای تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ها پیشنهاد کردند. محققانی دیگر [۱۸] یک روش سطح پاسخ^۱ بهبود یافته برای تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ها پیشنهاد کردند. الگوریتم سه مرحله‌ای آنها از روش‌های مرتبه اول، تصویر بردار و مرتبه دوم برای برآورد اندیس اعتماد و احتمال خرابی سیستم بهره می‌برد. یک روش ترکیبی تکراری فواصلی-تصادفی توسط محققان [۱۹] برای تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ها با در نظر گرفتن اثرات زوال مقاومت پیشنهاد شده است. روش آنها مبتنی بر رویکرد مرتبه اول لنگر دوم^۲ و نظریه استنتاجی تنش-مقاومت است. پژوهشگران [۲۰] از روش‌های فراکوشی همراه با روش مرتبه اول برای تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌های زیرزمینی استفاده کردند.

همان‌طور که ذکر شد، روش‌های تقریبی دسته‌ای از روش‌های تحلیل قابلیت اعتماد را تشکیل می‌دهند که در مقایسه با روش‌های شبیه‌سازی از کارایی بسیار بیشتری برخوردار هستند. چرا که در روش‌های

شبیه‌سازی همچون مونت کارلو به ارزیابی‌های مکرر تابع حالت حدی^۴ نیاز داریم [۲۱]. با توجه به این که در مباحث و مسائل سازه‌ای این ارزیابی از طریق تحلیل المان محدود انجام می‌پذیرد لذا، در مواجهه با مسائل تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌های بزرگ مقیاس با مدل‌های پیچیده المان محدود این ارزیابی‌های مکرر بسیار زمان‌بر و هزینه‌بر خواهد بود. در چنین شرایطی روش‌های تقریبی در بسیاری از موارد سودمند واقع می‌شوند. روش‌های تقریبی معایبی در مقایسه با روش-های شبیه‌سازی دارند. به طور مثال، روش تقریبی^۵ در شرایطی که تعداد متغیرهای تصادفی مساله زیاد باشد، روش زمان‌بری برای تحلیل قابلیت اعتماد خواهد بود [۲۲، ۱۴] و یا به احتمال قوی دچار مشکلات همگرایی خواهد شد [۲۳]. به منظور کاهش بار محاسباتی ناشی از تحلیل‌های زمان‌بر المان محدود یکی از راهکارهای متداول این است که از یک تابع سطح پاسخ^۶ به عنوان مدل جانشین به جای تابع حالت حدی^۷ واقعی مساله استفاده کنیم. این رویکرد تقریبی روش سطح پاسخ^۸ نام دارد [۲۴].

۲-۳- کنترل سازه و طراحی بهینه سازه‌های کنترل شده بر مبنای قابلیت اعتماد

یک وظیفه مهم مهندسی سازه کنترل ارتعاشات ناشی از بارهای وارده (به ویژه زلزله) در سازه‌ها است. به همین منظور طی دهه‌های اخیر تکنیک‌های مختلف کنترل ارتعاشات سازه‌ها با استفاده از تجهیزات مختلف توسعه یافته‌اند. تجهیزات کنترل سازه به‌طور کلی در سه دسته سیستم‌های جداساز لرزه‌ای^۹، سیستم‌های کنترل غیرفعال^{۱۰} و سیستم‌های کنترل فعال و نیمه‌فعال^{۱۱} قابل دسته‌بندی‌اند. سیستم‌های جداساز لرزه‌ای به طور گسترده برای بهبود عملکرد سازه‌هایی همچون ساختمان‌ها، پل‌ها و رآکتورهای هسته‌ای در مقابل زلزله به کار می‌روند. اثر مستقیم این المان‌ها کاهش تقاضای استهلاک انرژی در سیستم سازه‌ای است. از طرفی، کاربرد اصلی سیستم‌های استهلاک انرژی غیرفعال، جذب بخشی از انرژی ورودی به سازه بوده و بدین ترتیب منجر به کاهش تقاضای استهلاک انرژی و احتمال خرابی در سازه می‌شود. از طرفی دیگر، سیستم‌های کنترل فعال و نیمه‌فعال رویکرد متفاوتی برای کنترل سازه‌ها دارند، به این ترتیب که حرکت سازه با استفاده از یک منبع تغذیه خارجی کنترل می‌شود. افزون بر این، سیستم‌های کنترل هیبریدی که ترکیبی از سیستم‌های فوق هستند، به طور موفقیت‌آمیزی عملکرد دینامیکی سازه‌ها را بهبود می‌بخشند. با عنایت به اهمیت کنترل ارتعاشات، امروزه، سیستم‌های کنترل

⁴ Limit State Function (LSF)

⁵ First-Order Reliability Method (FORM)

⁶ Response Surface Function (RSF)

⁷ Limit State Function (LSF)

⁸ Approximate Response Surface Method (RSM)

⁹ Seismic Isolation Systems

¹⁰ Passive Control Systems

¹¹ ctive & Semi-Active Control Systems

¹ Response Surface Methodology (RSM)

² First-Order Second-Moment (FOSM)

³ Piliounis and Lagaros

متغیرهای تصادفی انتخاب شده و در گام شبیه‌سازی مقادیر تابع عملکرد برای بسیاری از نمونه‌ها از طریق میان‌یابی و با بهره‌گیری از طرح‌های فضاپرکن، تخمین زده شده و تنها برای تعداد بسیار کمی از نمونه‌ها تابع عملکرد واقعی برای ارزیابی به کار می‌رود. از یک تابع بسیار ساده برای میان‌یابی که تابع "کاهش‌یافته" نامیده می‌شود، به جای تابع عملکرد واقعی سیستم، برای ارزیابی نمونه‌ها استفاده شده است. با به کارگیری چنین تابعی، تعداد کل ارزیابی‌های تابع عملکرد واقعی سیستم به طور بسیار چشمگیری کاهش می‌یابد. در این پژوهش، یک الگوریتم جدید برای طراحی بهینه بر مبنای قابلیت اعتماد^۳ ارائه شده و از یک مثال سازه‌ای برای نشان دادن عملکرد خوب این الگوریتم استفاده می‌شود.

روش ارائه شده برای تحلیل قابلیت اعتماد سیستم‌های با متغیرهای تصادفی بریده نشده قابل استفاده است. در واقع، برای این نوع از مسائل می‌توانیم یک "ناحیه بااهمیت" تعریف کنیم، به طوری که اکثریت نمونه‌ها در این ناحیه واقع شوند. در این پژوهش، این ناحیه بر اساس تابع چگالی احتمال^۴ متغیرهای مسئله و با حذف نواحی انتهایی آنها در نقاطی که این توابع متناظر با آنها مقادیر به حد کافی کوچکی را دارا هستند، انجام می‌گیرد. انتخاب این مقدار کوچک بستگی به نظر طراح خواهد داشت.

پس از تعریف چنین ناحیه‌ای، طرح‌های فضاپرکن^۵ در سرتاسر این ناحیه از فضای متغیرها انتخاب شده و حافظه فضاپرکن‌ها که توضیح داده شد ایجاد می‌شود. سپس در گام شبیه‌سازی، برای ارزیابی عملکرد نمونه‌هایی که در خارج از ناحیه بااهمیت قرار گرفته‌اند از تابع عملکرد واقعی سیستم استفاده می‌کنیم، این در حالی است که نمونه‌هایی که در داخل این ناحیه هستند بر اساس فرایندی که در بخش پیشین شرح آن رفت، ارزیابی می‌شوند. در شکل (۱) فضای متغیرهای تصادفی بریده نشده برای حالت دو بعدی نشان داده شده است. در این شکل، ناحیه داخل مستطیل همان ناحیه با اهمیت می‌باشد که اکثر نمونه‌ها در داخل آن جای گرفته‌اند. این ناحیه از محدود کردن متغیر تصادفی X_1 به بازه $[c_1, d_1]$ و متغیر تصادفی X_2 به بازه $[c_2, d_2]$ به دست آمده است، به طوری که مقدار توابع توزیع چگالی احتمال این متغیرها در نقاط انتهایی c و d مقادیر بسیار کوچکی دارند. ناحیه سایه‌دار همان ناحیه بحرانی بوده و سایر موارد کاملاً مشابه با شکل (۲) می‌باشند.

غیرفعال همچون میراگر جرمی تنظیم شونده^۱، میراگر ستون مایع^۲، میراگر سیال لزج، میراگر ویسکوالاستیک، میراگر اصطکاکی و میراگر فلزی تسلیم شونده^۳ به واسطه این که هزینه بسیار کمی را می‌طلبند، به طور گسترده‌ای به منظور ارتقای عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. همچنین، جداسازی پایه نیز از رویکردهای متداول برای کنترل ارتعاشات لرزه‌ای در ساختمان‌ها است که در آن سیستمی از تجهیزات جداساز، پایه‌ای انعطاف‌پذیر را برای ساختمان فراهم کرده و بدین وسیله، سازه فوقانی را شتاب افقی زمین جدا می‌کنند. در واقع، جداسازی پایه با فیلترکردن فرکانس‌های بالا از زمین‌لرزه عملکرد لرزه‌ای سازه فوقانی را بهبود بخشیده و از آسیب دیدن آن پیشگیری می‌کند؛ بنابراین، این تکنیک کنترلی، ابزاری کارا برای محافظت لرزه‌ای سازه‌ها، به ویژه ساختمان‌های با ارتفاع کم و متوسط که دارای فرکانس بالایی هستند، خواهد بود [۲۵]. کاربرد فن جداسازی پایه در سیستم‌های سازه‌ای از سال ۱۹۶۰ شروع شده [۲۶] و تاکنون ارتعاشات سازه‌های متعددی با این شیوه کنترل شده است [۲۷]. همان‌طور که خاطر نشان شد، جداسازی پایه بیشتر برای حالتی مناسب است که زلزله دارای فرکانس بالا باشد؛ لذا، تحریکات با فرکانس پایین اثرات مهمی بر این نوع از سازه‌ها خواهند داشت که جای مطالعه دارد. در واقع، مطالعه اثرات زلزله‌های نزدیک گسل، که اغلب حاوی یک پالس قوی با تناوب طولانی هستند، بر عملکرد سیستم‌های سازه‌ای شایان توجه است [۲۸، ۲۹].

۳- متدولوژی قابلیت اعتماد

یک متدولوژی برای تحلیل پایداری دو ساختمان (در شرایط متفاوت) با استفاده روش‌های قدرتمند قابلیت اعتماد شامل ممان ثانویه مرتبه اول و ممان ثانویه پیشرفته با نرم‌افزارهای RT و @Risk ارائه شده است. پس از مدل‌سازی احتمالی در این دو نرم‌افزار، نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که روش قابلیت اعتماد ممان ثانویه پیشرفته نسبت مرتبه اول در توابع پیچیده‌تر حالت حدی، از دقت بیشتری برخوردار است. همچنین در مقادیر بالای احتمال شکست، روش‌های مرتبه اول خروجی‌های واقعی‌تری را ارائه می‌دهند و در مقادیر پایین احتمال شکست، روش ممان ثانویه مرتبه اول توصیه نمی‌شود و ممان ثانویه پیشرفته توصیه می‌گردد.

روش‌های بسیار متنوع ایده‌آل کردن مدل‌های قابلیت اعتماد سازه‌ها و راه‌های مختلف امکان ترکیب این مدل‌های ایده‌آلی در یک مسئله مشخص طراحی، ضرورت یک طبقه‌بندی مناسب را آشکار می‌سازد. در این پژوهش، یک روش جدید برای تحلیل قابلیت اعتماد پیشنهاد می‌شود.

این روش از دو گام اساسی تشکیل یافته است: گام اولیه و گام شبیه‌سازی. در گام اولیه، تعدادی طرح فضاپرکن در سرتاسر فضای

³ Reliability-Based Design Optimization (RBDO)

⁴ Probability Density Function (PDF)

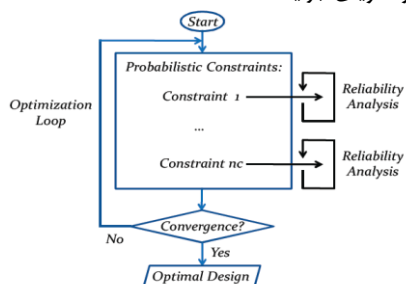
⁵ Space-Filling Design (SFD)

¹ Tuned Mass Damper (T)

² Tuned Liquid Column Damper (LCVA)

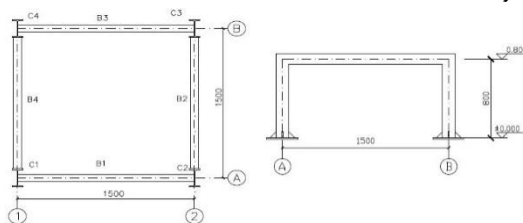
قابلیت اعتماد

روش پیشنهاد شده برای تحلیل قابلیت اعتماد را می‌توان همراه با روش‌های بهینه‌سازی کارا برای مقاصد طراحی بهینه بر مبنای قابلیت اعتماد سیستم‌ها به کار برد. در این پژوهش، الگوریتم جدیدی برای طراحی بهینه بر مبنای قابلیت اعتماد معرفی می‌شود. در این الگوریتم دو حلقه‌ای، از روش ارزیابی‌های تابع کاهش یافته به عنوان حلقه داخلی برای تحلیل قابلیت اعتماد سیستم استفاده می‌شود. این الگوریتم پیشنهادی را می‌توان با فلوجارت شکل (۳) شرح داد. هر چند این فلوجارت خود گویای جزئیات است.



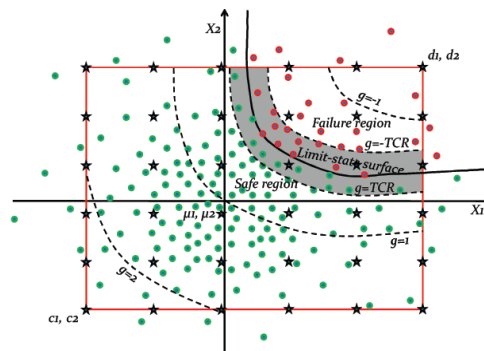
شکل ۳- فلوجارت الگوریتم طراحی بهینه بر مبنای قابلیت اعتماد پیشنهادی

جهت بررسی درستی فرضیات مدل‌سازی و تأیید اعتبار مدل ساخته شده در نرم‌افزار با مدل آزمایشگاهی، مدل، مورد آنالیز قرار می‌گیرد. به همین منظور از تحقیقی تحت عنوان مطالعه عددی و آزمایشگاهی اتصالات نیمه‌صلب که در سال ۲۰۱۳ توسط محققان [۳۰] انجام شد بعنوان مدل پایه استفاده می‌گردد، آنگاه یکی از مدل‌های مورد مطالعه آنها مورد بررسی و مدل‌سازی قرار می‌گیرد و نتایج با یکدیگر مقایسه می‌گردد.



شکل ۴- شرایط تکیه گاهی و مرزی نمونه مورد آزمایش

تمامی قطعات از جنس فولاد و مقاطع استفاده شده از نوع تیر می‌باشند که مشخصات آن‌ها در ادامه در جدول (۱) آمده است. لذا از مقایسه نتایج بدست آمده از آنالیز این مدل با نتایج نمونه مشابه آزمایشگاهی برای کنترل اعتبار نحوه‌ی مدل‌سازی استفاده گردید.



شکل ۲- جزئیات مربوط به مفاهیم روش پیشنهادی برای سیستم‌های با متغیرهای تصادفی بریده نشده

فلوجارت ارائه شده در شکل (۲) به توضیح هر چه بهتر این روش کمک می‌نماید. با استفاده از این روش می‌توان کمیت‌های مختلف قابلیت اعتماد، یعنی، احتمال خرابی (P_f)، اندیس اعتماد (β) و طرح با حداکثر احتمال خرابی^۱ را محاسبه نمود. احتمال خرابی بر اساس شاخص I_f نمونه‌ها و دو کمیت دیگر بر اساس فواصل استاندارد نمونه‌های خراب شده از مبداء مختصات فضای استاندارد متغیرها، قابل محاسبه‌اند. به عبارت بهتر، نزدیکترین نمونه خراب شده به مبداء مذکور طرح حداکثر احتمال خرابی و فاصله آن از مبداء اندیس اعتماد خواهد بود. شایان ذکر است که با افزایش ابعاد مساله از دقت روش پیشنهادی برای محاسبه طرح حداکثر احتمال خرابی و اندیس اعتماد کاسته خواهد شد. با این حال، دقت بالای روش پیشنهادی در محاسبه انتگرال احتمال خرابی برای مسائل با ابعاد بالا، نشان داده شد.

۳-۱- متغیرهای پژوهش

متغیرها تا حد امکان و بر اساس شناسه سازه‌ای جهانی آنها مشخص و معرفی شده‌اند. در استفاده از مرتبه اول و دوم تغییر جواب داده‌های سازه‌ای (میکرو) بسته به نوع و درگیری اتصالات سازه می‌تواند مجهولیت بیشتری را اختیار کند و متغیرها می‌توانند مستقل یا وابسته باشند. این در حالی است که در همه سناریوها جواب تقریبی سازه موردنظر است. در بعضی مواقع جواب متغیرهای مستقل یا وابسته با تحلیل عددی و تحلیل آماری ماکرو در سناریوهای بلندی سازه به صورت فیلتر شده برای شرایط مرزی درخواست می‌شود. متغیرهای وابسته در چند نقطه شرط مرزی با چند شیب خط جواب را حاضر می‌کند و در معادلات خروجی داده را با معلومات بیشتری ارائه می‌دهد اما متغیرهای مستقل تنها با یک شیب خط جواب را دقیق و بدون انعطاف در تحلیل عددی ارائه می‌دهند.

۴- یافته‌های پژوهش

۴-۱- الگوریتم پیشنهادی برای طراحی بهینه بر مبنای

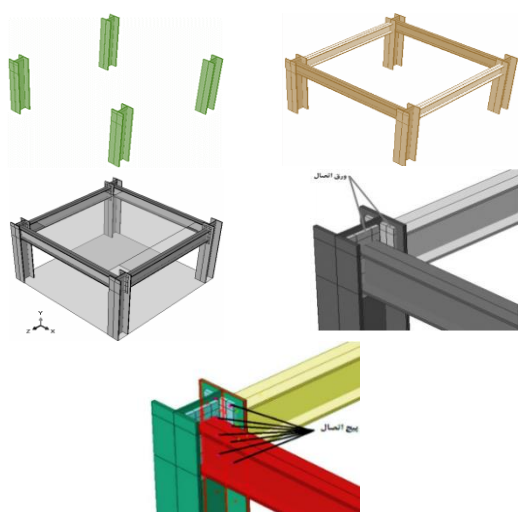
¹ Most Probable Point (MPP)

جدول ۱- مشخصات قاب مورد استفاده

Fram	Column Section(h*b*tw*tf)	Beam Section(h*b*tw*tf)	Foundation Beam(h*b*tw*tf)	Loading Beam(h*b*tw*tf)	End Plate Thickness	Bolt Diameter
KJ1	H150*150*7*10	H150*75*5*7	H244*175*7*11	H300*150*6.5*9	۱۴	۱۶

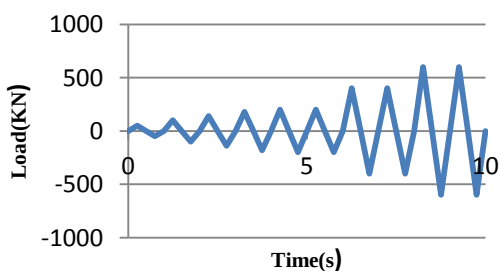
جدول ۲- مشخصات فولاد مورد استفاده در قاب

Material	Yield Strength fy(Mpa)	Ultimate Strength fx(Mpa)	Yield Strain(%)	Ultimate Strain(%)
High Strength bolt	۹۴۰	۱۱۳۰	۰/۴۵۶	۱۰



شکل ۶- نحوه مدل سازی و مدل ساخته شده در نرم افزار ABAQUS

جهت بررسی رفتار چرخه‌ای، مدل مبنا تحت بارگذاری چرخه‌ای و مطابق بار چرخه‌ای شکل (۷) قرار می‌گیرد و نتایج با یکدیگر مقایسه می‌گردد. در نمودار شکل (۷) محور افقی بر حسب زمان تحلیل می‌باشد که در این تحقیق ۱۰ ثانیه انتخاب شده است و محور عمودی نیروی جانبی اعمالی بر مدل می‌باشند.



شکل ۷- بارگذاری چرخه‌ای

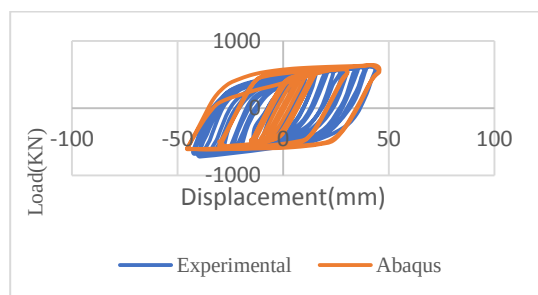
در این تحقیق، به منظور کنترل مدل سازی و محاسبات مربوطه، ابتدا یک مدل کنترل مورد مطالعه قرار گرفت، آنگاه مدل کنترل تحت بارگذاری سیکلیک که مشخصات آن‌ها در شکل (۷) آمده است آنالیز گردید. مقادیر شاخص شکست در مدل کنترل با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد. از داده‌های تنش مدل کنترل برای محاسبه شاخص شکست

در تحقیق حاضر، مدل اجزای محدود مشابه جزئیات آزمایشگاهی استفاده شده توسط محققان شبیه سازی شده است و بارگذاری تاریخیچه زمانی به صورت جابجایی به انتهای ستون وارد گردید [۳۰]. به منظور تحلیل اتصال در نرم افزار آباکوس^۱ اتصال تیر پیوند به ستون به صورت نیمه صلب مدل شده است [۳۱]. قیدهای حرکتی، شرایط مرزی نمونه‌های آزمایشگاهی را شبیه سازی کرده‌اند (شکل ۴-۴). تکیه‌گاه غلتکی در بالا و پایین ستون مانع از دوران کلی ستون می‌شود. دو تکیه‌گاه غلتکی دیگر، از جابجایی در راستای قائم تیر جلوگیری می‌کند. در نرم‌افزار اجزای محدود، برای تسهیل آنالیز غیرخطی تاریخیچه زمانی دو نوع المان استفاده گردید. المان پوسته^۲ برای بال‌های تیر و ستون در نزدیکی ناحیه اتصال و المان پوسته برای جان تیر، جان ستون و بال‌های آن‌ها دورتر از ناحیه اتصال استفاده شد. خواص غیرخطی مواد و تأثیر تغییر شکل‌های بزرگ در آنالیز در نظر گرفته شد. مواد پلاستیک بر پایه سطح تنش و ن-مایز و قوانین مربوط به آن بکار گرفته شده‌اند. مواد یکسانی برای تیر پیوند، ستون و سخت‌کننده‌ها در نظر گرفته شد. برای ارزیابی روش مدل کردن در این مطالعه، مدل کنترل کاملاً مشابه نمونه آزمایشگاهی محققان شبیه سازی شد (شکل ۴-۴) و تحت بار سیکلیک قرار گرفت. نتایج کلی با نتایج تحقیق محقق دیگر مقایسه گردید که در ادامه و در بخش نتایج خواهد آمد. که نحوه مدل سازی اتصال و المان مورد استفاده در شکل (۶) نشان داده شده است.



شکل ۸- نمونه آزمایشگاهی [۳۴]

^۱ ABAQUS^۲ Shell



شکل ۱۰- مقایسه منحنی‌های چرخه‌ای مدل عددی و نمونه آزمایشگاهی

لذا از شکل‌های (۹) و (۱۰) می‌توان نتیجه گرفت که همپوشانی خوبی بین مدل آزمایشگاهی و مدل نرم‌افزاری وجود دارد. بررسی‌ها نشان می‌دهند، که در هر دو نتیجه آزمایشگاهی و تحلیل عددی، چرخه‌های ابتدایی تحت تأثیر رفتار ایزوتروپیک و چرخه‌های انتهایی تحت تأثیر رفتار سینماتیک می‌باشند. تغییر مکان معادل تسلیم در نمونه آزمایشگاهی حدود ۱۷ میلی‌متر برآورد گردید که در نمونه عددی ۱۳ میلی‌متر می‌باشد. در نمونه آزمایشگاهی، مقاومت تسلیم قاب ۴۵۰ کیلو نیوتن، مقاومت نهایی قاب حدود ۶۲۰ کیلو نیوتن و جابجایی گسیختگی قاب هم حدود ۴۷ میلی‌متر اندازه‌گیری شدند که در جدول (۳) نتایج فوق با همدیگر مورد مقایسه قرار گرفته اند:

جدول ۳- مقایسه نتایج به دست آمده

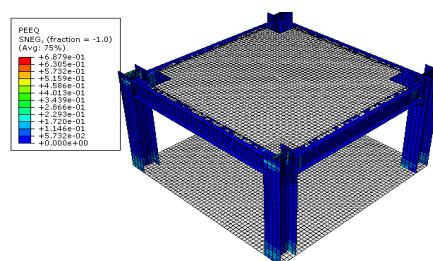
نمونه	جابجایی تسلیم (mm)	جابجایی تسلیم (mm)	مقاومت تسلیم (KN)	مقاومت نهایی (KN)
آزمایشگاهی	۱۷	۴۷	۴۵۰	۶۲۰
عددی	۱۳	۴۹	۴۸۰	۶۳۰

جدول ۴- میزان خطا

جابجایی تسلیم آزمایشگاهی	جابجایی تسلیم آزمایشگاهی	مقاومت تسلیم آزمایشگاهی	مقاومت تسلیم آزمایشگاهی
جابجایی تسلیم عددی	جابجایی تسلیم عددی	مقاومت تسلیم عددی	مقاومت نهایی عددی
۰/۳	۰/۰۵	۰/۰۷	۰/۰۲

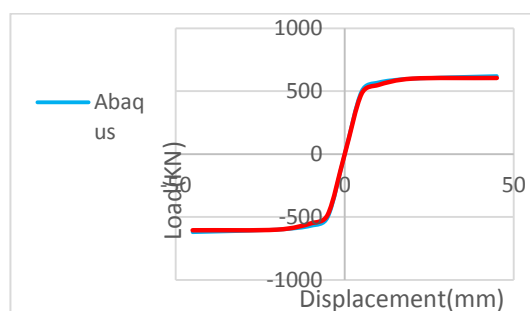
همان‌طور که مشاهده می‌شود کار آزمایشگاهی و عددی از تطابق مناسبی برخوردار می‌باشند، که نشان‌دهنده صحت مدل‌سازی است. هر چند اختلافات جزئی مشاهده شده در منحنی‌های هیستریزس آزمایشگاهی و عددی، علاوه بر سختی ذاتی مدل عددی به مدل آزمایشگاهی، بیشتر بدلیل عدم رفتار طبیعی اجزا بعلاوه عدم مدل کردن واقعی آنها می‌باشد. به‌عنوان مثال مدل‌سازی فولاد با تمام خصوصیات

در مرکز بال تیر، در نزدیکی اتصال استفاده گردید. شاخص شکست در این تحقیق به صورت نسبت تنش موجود در یک المان به تنش تسلیم می‌باشد. هنگامی که شاخص شکست به عدد ۱ برسد، مکانیزم شکست در المان اتفاق می‌افتد. معیار مهم در آنالیز اتصالات مود خرابی می‌باشد. به این ترتیب با نمایش کانتور کرنش‌های پلاستیک می‌توان به مود خرابی نمونه پی برد. در شکل (۸) می‌توان کانتور کرنش‌های پلاستیک را ترسیم نمود.



شکل ۸- مقایسه کانتور کرنش‌های پلاستیک مدل ساخته شده

در ادامه منحنی نیرو- تغییر مکان نمونه آزمایشگاهی با مدل عددی در شکل (۹) مقایسه شده است و همانطور که ملاحظه می‌شود نزدیکی قابل قبولی بین نتایج آزمایشگاهی و مدل عددی وجود دارد.



شکل ۹- مقایسه نتایج آزمایشگاهی و عددی

در نهایت منحنی چرخه‌ای مدل عددی و نمونه آزمایشگاهی در شکل زیر با یکدیگر مقایسه گردیده است که شکل (۱۰) بیانگر توانایی مدل عددی در پیش‌بینی رفتار نمونه بطرز قابل قبولی می‌باشد. بنابراین می‌توان مدل عددی مورد استفاده را کالیبره شده در نظر گرفت و برای انجام سایر آنالیزهای حساسیت و مطالعات پارامتری با در نظر گرفتن شباهت ذاتی رفتاری نمونه‌های مورد مطالعه با نمونه فوق‌الذکر، مورد استفاده قرار داد.

تمامی مدل‌ها با بارگذاری استاتیکی و دینامیکی وارد محدوده پلاستیک شده و خرابی‌های احتمالی را مورد بررسی قرار داده و همین‌طور مقایسه‌ای بین حالت دینامیکی و استاتیکی صورت داده تا با نتایج آئین‌نامه‌های موجود مورد بررسی قرار گیرد. نتایج حاصل از این مدل‌ها در ادامه و در جدول (۵) قابل ملاحظه می‌باشد.

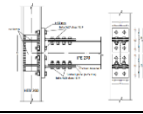
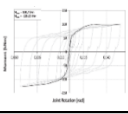
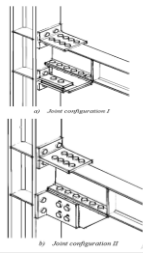
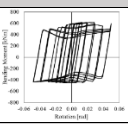
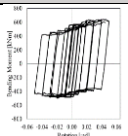
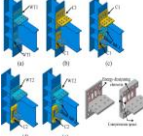
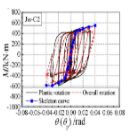
رفتاری و هندسی در نرم‌افزار غیرممکن است. خطاهای انسانی در ساخت ماده، هندسه مدل‌ها و در کل کامل نبودن و واقعی نبودن فرضیات در نظر گرفته شده سبب ایجاد اختلاف و انحراف از نتایج می‌گردد.

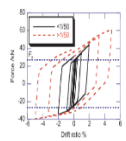
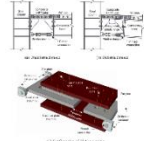
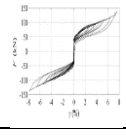
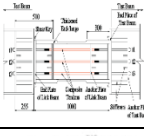
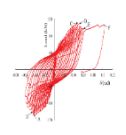
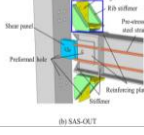
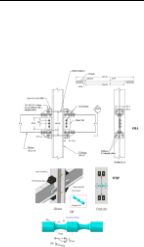
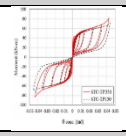
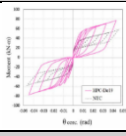
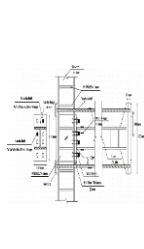
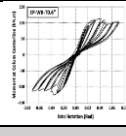
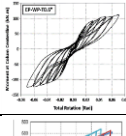
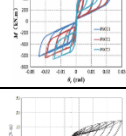
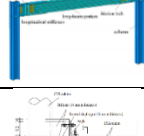
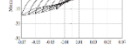
با توجه به اینکه مدل صحت‌سنجی با نرم‌افزار آباکوس ساخته شد و مورد آنالیز قرار گرفت، نتایج حاصل از آنالیز با نتایج مطالعات قبلی تطابق بسیار نزدیکی را نشان داد. در ادامه برای بررسی مشخصات اتصالات نیمه صلب، چندین مدل مورد بررسی و مدلسازی قرار می‌گیرد. مدل‌های ساخته شده، تحت شرایط بارگذاری دینامیکی مختلف مورد تحلیل قرار می‌گیرند. در این مطالعه سعی بر این است که

جدول ۵- مقایسه کلی مدل‌ها

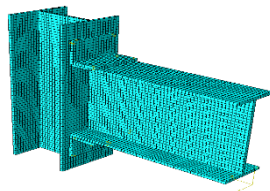
نام مدل	جابجایی نهایی (میلیمتر)	مقاومت خطی (کیلو نیوتن)	جابجایی تسلیم (میلیمتر)	شکل پذیری (μ)	سختی (KN/m)
M1	۳۰۱	۴۳۱	۷۵	۴,۰۱	۶۹۳۳
M2	۳۱۴	۴۴۷	۶۶	۴,۷۶	۷۵۷۵
M3	۳۲۹	۴۶۲	۶۳	۵,۲۲	۷۸۵۷
M4	۳۴۱	۴۷۶	۵۸	۵,۸۸	۸۳۶۲
M5	۳۳۵	۴۶۹	۶۷	۵,۰۰	۷۵۳۷
M6	۲۹۷	۴۵۹	۷۵	۳,۹۶	۶۹۳۳
M7	۳۱۸	۴۴۶	۷۵	۴,۲۴	۶۹۳۳
M8	۲۹۷	۴۵۹	۷۵	۳,۹۶	۶۹۳۳
M9	۲۹۶	۴۰۱	۶۰	۴,۹۳	۸۱۶۶
M10	۲۹۳	۳۸۳	۷۰	۴,۱۹	۷۲۸۵
مدل صلب	۲۶۳	۳۲۰	۴۰	۶,۵۸	۱۱۵۰۰

جدول ۶- بررسی پارامترهای سختی و دوران در اتصالات و نمودار هیستریزس

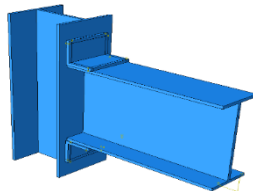
ردیف	نوع اتصال	نویسنده	M/M _p				K/(EI/L) _b			μ	دریفت (درصد)	نمودار هیستریزس
			$\theta=0.0$ 4	$\theta=+0.0$ 2	$\theta=-0.02$	$\theta=-0.04$	initia l	$\theta=0.0$ 4	max			
۱		[۳۲]	۰/۵۵۶	۰/۵۶۰	۰/۶۶۸	۰/۷۰۹	۱/۹۷۰	۰/۳۷۴	۲/۲۷۹	۱/۵	۱/۰۱۸۳	
۲		[۳۳]	۰/۷۱۱	۰/۷۶۰	۰/۵۷۵	۰/۶۳۸	۱/۸۳۰	۰/۴۷۸	۱/۴۰۰	۷/۳	۱/۰۱۸۳	
			۰/۸۵۳	۰/۹۳۶	۰/۶۴۸	۰/۶۱۲	۱/۳۷۲	۰/۵۲۹	۱/۴۰۹	۷/۴	۱/۰۱۸۳	
۳		[۳۴]	۰/۵۰۶	۰/۵۷۵	-۰/۵۰۶	-	۱/۵۶۴	۰/۱۷۸	۱/۱۷۸	۳/۸	۱/۰۱۸۳	

	۰/۱۸۳ .	۷/۹	۰/۷۹ .	۰/۰۹۵	۴۴۲ .	۰/۱۱۳ -	۰/۱۰۲ -	۰/۱۶۸	۰/۱۳۷	[۳۵]		۴
	۰/۱۸۳ .	۱/۱۹	۰/۲۰ .	۰/۰۲۳	۱۸۸ .	۰/۱۷۴ -	۰/۱۴۳ -	۰/۱۶۵	۰/۱۴۰	[۳۶]		۵
	۰/۱۸۳ .	۸/۲	۲۴۴ .	۰/۳۵۶	۲۴۵ ۱	۰/۶۱۴ -	۰/۵۰۳ -	۰/۵۷۲	۰/۴۲۵	[۳۷]		۶
اتصال با نیروی پیش‌تندگی بالای میله‌های SMA (350MPa)										[۳۸]		۷
	۰/۱۸۳ .	۸/۵	۴۳۸ .	۰/۴۳۲	۳۵۱ ۲	۰/۶۸۳ -	۰/۵۲۳ -	۰/۶۹۴	۰/۵۴۱			
اتصال دارای میله‌های SMA و WHP												
	۰/۱۸۳ .	۷/۹	۳۹۶ .	۰/۴۳۴	۸۱۲ ۱	۰/۶۹۱ -	۰/۵۸۵ -	۰/۶۹۱	۰/۵۸۵			
اتصال با بولت ضعیف و میله SMA										[۳۹]		۸
			۷۱۷ .	۱/۳۳۷		۱/۹۰۸ -	۰/۴۳۹ -	۱/۹۰۸	۰/۴۳۹			
اتصال با صفحه انتهایی ضعیف و میله SMA												
			۷۶۶ .	۱/۲۴۴		۱/۸۲۶ -	۱/۲۹۷ -	۱/۶۸۷	۱/۲۹۷			
	۰/۱۸۳ .	۹/۶	۸۲۷ .		۱/۶۲ ۵		۰/۷۰۹ -		۰/۷۵۶	[۴۰]		۹
			۰/۹۲ .	۰/۱۳۷		۰/۱۲۷ -	۰/۰۹۶ -	۰/۱۳۶	۰/۱۰۶	[۴۱]		۱۰

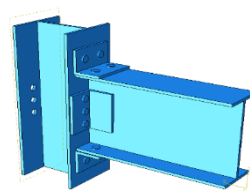
۴-۲- مدل توسعه‌ای تانگ^۱ و همکاران [۳۴] و ماریو دی‌آنیلو^۲ و همکاران [۳۳]



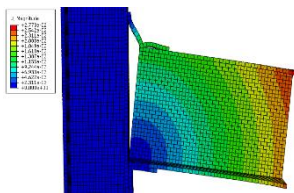
شکل ۱۳- مش جوش بال



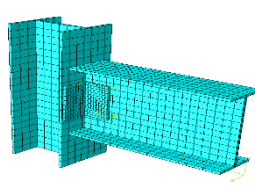
شکل ۱۲- مدل جوش بال



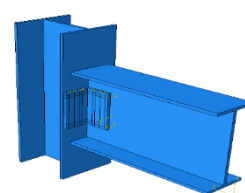
شکل ۱۱- مدل با صلبیت بیشتر از نسبت به مدل‌های پیشنهادی نیمه صلب



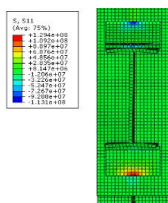
شکل ۱۶- مقادیر تغییر مکان u در مدل جوش بال



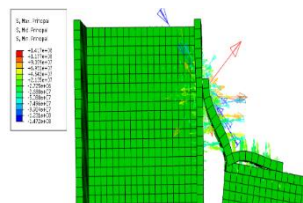
شکل ۱۵- مش جوش جان



شکل ۱۴- مدل جوش جان



شکل ۱۸- مقادیر تنش s11 در مدل جوش بال



شکل ۱۷- مقادیر برداری کرنش سطح در مدل جوش بال

¹ Tang

² D'Aniello

۵- نتیجه‌گیری

به‌طور خلاصه با بررسی تأثیر ضریب صلبیت اتصالات تیر به ستون ساختمان و مؤلفه پالسی نزدیک گسل و مشخصات زلزله و میراگرها در طراحی ساختمان‌ها این نتایج حاصل شد:

- در حالت کلی و با صرف‌نظر از استثنائات، افزایش ضریب صلبیت اتصالات موجب کاهش احتمال خرابی ساختمان‌های مورد بررسی تحت اثر زلزله‌های نزدیک گسل شد. اما با افزایش مقدار ضریب صلبیت و نزدیک‌تر شدن آن به یک اتصال (کاملاً صلب)، نرخ کاهش احتمال خرابی نیز کاهش می‌یابد.

- در ساختمان‌های با اتصال نیمه صلب شده پایه، ضریب صلبیت اتصالات تأثیر چندانی بر تغییر مکان افقی پایه ندارد، در حالی که، مؤلفه پالسی که اغلب در زلزله‌های نزدیک گسل مشاهده می‌شود، به‌طور چشمگیری تغییر مکان افقی پایه را افزایش می‌دهد.

- کاهش ضریب صلبیت اتصالات با افزایش تغییر مکان بام (نسبت به پایه) ساختمان نیمه صلب شده همراه است، با این حال، این افزایش زمانی که زلزله حاوی مؤلفه پالسی باشد که (معمولاً) زلزله‌های مناطق نزدیک گسل از این نوع هستند، بسیار چشمگیرتر است. سودمندی روش اتصال نیمه‌صلب شده پایه در کاهش تغییر مکان بام ساختمان نسبت به پایه، در ساختمان‌های با اتصالات خیلی نرم، در نواحی نزدیک گسل کمتر است.

- احتمال خرابی سیستم ترکیبی نیمه صلب و سازه فوقانی بسیار به فاصله کانونی زلزله نزدیک گسل حساس است. همچنین، این حساسیت نسبت به بزرگی زلزله (M) برای مقادیر کوچک M بیشتر است و با افزایش M این حساسیت کاهش می‌یابد.

- مطالعه درباره ساختمان‌های با اتصالات نیمه صلب نیز نشان می‌دهد که تأثیر مودهای بالاتر در احتمال خرابی سازه، با افزایش ضریب صلبیت اتصالات افزایش می‌یابد.

- همچنین در ساختمان‌های با اتصالات سخت‌تر، حساسیت احتمال خرابی سازه به محل اتصال نیمه صلب به مراتب بیشتر از اهمیت آن در سازه‌های با اتصالات نرم‌تر است.

در نهایت می‌توان گفت، انتخاب اتصالات تیر- به- ستون مناسب در طراحی ساختمان‌های فولادی مجهز به سیستم‌های کنترل غیرفعال، منجر به طراحی کم هزینه یا قابل اعتماد این سازه‌ها خواهد شد.

همچنین

از طرفی دیگر، با توجه به حساسیت نتایج به سختی دورانی اتصالات می‌توان نتیجه گرفت که در تجهیز ساختمان‌های موجود به کنترل کننده‌های غیرفعال، رفتار واقعی نیمه صلب اتصالات تیر به ستون آن بایستی در محاسبات لحاظ شود. در این پژوهش به بررسی تأثیر بعضی پارامترها از جمله مدول یانگ و ضخامت سطح مقطع در آنالیز قابلیت اعتماد سازه‌ها پرداخته شد. اما به نظر می‌رسد تأثیرات پارامترهای دیگری را هم می‌توان در آنالیز قابلیت اعتماد سازه‌ها مورد بررسی قرار

داد، همچنین این روش را می‌توان در حوزه‌های دیگری هم مورد آزمایش قرار داد.

۶- منابع

[1] Agostini BM, Freitas MSDR, Silveira RADM, Silva ARDD. Structural reliability analysis of steel plane frames with semi-rigid connections. *REM – International Engineering Journal*. 2018; 71 (3): 333-339.

<https://doi.org/10.1590/0370-44672016710142>

[2] Thai HT, Uy B, Kang WH, Hicks S. System reliability evaluation of steel frames with semi-rigid connections. *Journal of Constructional Steel Research*. 2016; 121: 29-39.

<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.01.009>

[3] Sallam HEM, Badawy AAM, Saba AM, Mikhail FA. Flexural behavior of strengthened steel-concrete composite beams by various plating methods. *Journal of Constructional Steel Research*. 2010; 66 (8-9): 1081-1087.

<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2010.03.005>

[4] Türker T, Kartal ME, Bayraktar A, Muvafik M. Assessment of semi-rigid connections in steel structures by modal testing. *Journal of Constructional Steel Research*. 2009; 65 (7): 1538-1547.

<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2009.03.002>

[5] McMullin KM, Astaneh-Asl A. Steel semirigid column-tree moment resisting frame seismic behavior. *Journal of Structural Engineering*. 2003; 129 (9): 1243-1249.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2003\)129:9\(1243\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:9(1243))

[6] Aristizábal-Ochoa JD. Tension and compression stability and second-order analyses of three-dimensional multicolumn systems: Effects of shear deformations. *Journal of Engineering Mechanics*. 2007; 133 (1): 106-116.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2007\)133:1\(106\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2007)133:1(106))

[7] Ammerman D, Leon RT. Unbraced frames with semi-rigid composite connections. *Engineering Journal*. 1990; 27 (1): 12-21.

<https://doi.org/10.62913/engj.v27i1.535>

[8] Daloğlu AT, Özgan K. An optimal design approach for steel space frames with T-stub

<https://doi.org/10.1007/s00158-021-03013-y>

[17] Zhang H, Dai H, Beer M, Wang W. Structural reliability analysis on the basis of small samples: an interval quasi-Monte Carlo method. *Mechanical Systems and Signal Processing*. 2013; 37 (1-2): 137 -151.

<https://doi.org/10.1016/j.ymssp.2012.03.001>

[18] Basaga HB, Bayraktar A, Kaymaz I. An improved response surface method for reliability analysis of structures. *Structural Engineering and Mechanics*. 2012; 42 (2): 175 -189.

<https://doi.org/10.12989/sem.2012.42.2.175>

[19] Fang Y, Xiong J, Tee KF. An iterative hybrid random-interval structural reliability analysis. *Earthquakes and Structures [Internet]*. 2014; 7 (6): 1061 -1070.

<https://doi.org/10.12989/eas.2014.7.6.1061>

[20] Piliounis G, Lagaros ND. Reliability analysis of geostuctures based on metaheuristic optimization. *Applied Soft Computing*. 2014; 22: 544 -565.

<https://doi.org/10.1016/j.asoc.2014.04.026>

[21] Shadab Far M, Wang Y. Approximation of the Monte Carlo sampling method for reliability analysis of structures. *Mathematical Problems in Engineering*. 2016; 2016: 5726565.

<https://doi.org/10.1155/2016/5726565>

[22] Rackwitz R, Fiessler B. Structural reliability under combined random load sequences. *Computers & Structures*. 1978; 9 (5): 489 -494.

[https://doi.org/10.1016/0045-7949\(78\)90046-9](https://doi.org/10.1016/0045-7949(78)90046-9)

[23] Wang L, Grandhi RV. Safety index calculation using intervening variables for structural reliability analysis. *Computers & Structures*. 1996; 59: 1139 -1148.

[https://doi.org/10.1016/0045-7949\(96\)00291-X](https://doi.org/10.1016/0045-7949(96)00291-X)

[24] Bucher C, Bourgund U. A fast and efficient response surface approach for structural reliability problems. *Structural Safety*. 1990; 7 (1): 57 -66.

[https://doi.org/10.1016/0167-4730\(90\)90012-E](https://doi.org/10.1016/0167-4730(90)90012-E)

[25] Cheng FY, Jiang H, Lou K. *Smart Structures: Innovative Systems for Seismic Response Control*. Boca Raton (FL): CRC Press; 2008.

<https://doi.org/10.1201/9781420008173>

semi-rigid connections considering soil-structure interaction. *Journal of Structural Engineering & Applied Mechanics*. 2024; 7 (2): 104 -122.

<https://doi.org/10.31462/jseam.2024.02104122>

[9] Roudsari MT, Gordini M, Esmailpour B, Amini H, Esfandiari J. Seismic behavior evaluation of knee braced frames based on push-over and cyclic analyses. *Journal of Applied Sciences*. 2014; 14 (24): 3627 -3632.

<https://doi.org/10.3923/jas.2014.3627.3632>

[10] Fan F, Ma H, Chen G, Shen S. Experimental study of semi-rigid joint systems subjected to bending with and without axial force. *Journal of Constructional Steel Research*. 2012; 68 (1): 126 -137.

<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.07.020>

[11] Wu Z, Zhang S, Jiang SF. Simulation of tensile bolts in finite element modeling of semi-rigid beam-to-column connections. *International Journal of Steel Structures*. 2012; 12 (3): 339 -350.

<https://doi.org/10.1007/s13296-012-3004-8>

[12] Nguyen PC, Kim SE. Nonlinear elastic dynamic analysis of space steel frames with semi-rigid connections. *Journal of Constructional Steel Research*. 2013; 84 (5): 72 -81.

<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.02.004>

[13] Hadidi A, Rafiee A. A new hybrid algorithm for simultaneous size and semi-rigid connection type optimization of steel frames. *International Journal of Steel Structures*. 2015; 15 (3): 567 -578.

<https://doi.org/10.1007/s13296-015-3006-4>

[14] Yonis FA, Li CQ, De Saliva S. Investigating the reliability of an existing top angle and seat pad semi-rigid connection system using advanced modelling techniques. *Processes*. 2024; 12 (6): 1221.

<https://doi.org/10.3390/pr12061221>

[15] Hasofer AM, Lind NC. Exact and invariant second-moment code format. *Journal of the Engineering Mechanics Division*. 1974; 100 (1): 111 -121.

<https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0001846>

[16] Hu Z, Mansour R, Olsson M, Du X. Second-order reliability methods: A review and comparative study. *Structural and Multidisciplinary Optimization*. 2021; 64 (5): 1123 -1141.

[34] Tang XL, Cai J, Chen QJ, Liu X, He A. Seismic behaviour of through-beam connection between square CFST columns and RC beams. *Journal of Constructional Steel Research*. 2016; 122: 151 -166. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.03.010>

[35] Deng EF, Zong L, Ding Y, Dai XM, Lou N, Chen Y. Monotonic and cyclic response of bolted connections with welded cover plate for modular steel construction. *Engineering Structures*. 2018; 167: 407 -419. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.028>

[36] Xue G, Bao W, Jiang J, Shao Y. Hysteretic behavior of beam-to-column joints with cast steel connectors. *Shock and Vibration*. 2019; 2019 (1): 9802672. <https://doi.org/10.1155/2019/9802672>

[37] Lu C, Dong B, Pan J, Shan Q, Hanif A, Yin W. An investigation on the behavior of a new connection for precast structures under reverse cyclic loading. *Engineering Structures*. 2018; 169: 131 -140. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.041>

[38] Farmani MA, Ghassemieh M. Steel beam-to-column connections equipped with SMA tendons and energy dissipating devices including shear tabs or web hourglass pins. *Journal of Constructional Steel Research*. 2017; 135: 30 -48. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.04.003>

[39] Saberi V, Gerami M, Kheyroddin A. Seismic rehabilitation of bolted end plate connections using post-tensioned tendons. *Engineering Structures*. 2016; 129: 18 -30. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.08.037>

[26] Naeim F, Kelly JM. *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*. New York (NY): John Wiley & Sons, Inc.; 1999. <https://doi.org/10.1002/780470172742.ch2>

[27] Kelly JM. Aseismic base isolation: review and bibliography. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 1986; 5 (4): 202 -216. [https://doi.org/10.1016/0267-7261\(86\)90006-0](https://doi.org/10.1016/0267-7261(86)90006-0)

[28] Domizio M, Ambrosini D, Curadelli O. Performance of TMDs on nonlinear structures subjected to near-fault earthquakes. *Smart Structures and Systems*. 2015;16(4):725-742. <https://doi.org/10.12989/sss.2015.16.4.725>

[29] Alhan C, Ozgur M. Seismic responses of base-isolated buildings: efficacy of equivalent linear modeling under near-fault earthquakes. *Smart Structures and Systems*. 2015;15(6):1439-1461. <https://doi.org/10.12989/sss.2015.15.6.1439>

[30] Tao W, Zhan W, Junqi W. Experimental study and finite element analysis of hysteretic behavior of end-plate connection semi-rigid space steel frames. *The Open Civil Engineering Journal*. 2013;7(1):68-76. <https://doi.org/10.2174/1874149501307010068>

[31] Liu ZY, Dong CY. Automatic coupling of ABAQUS and a boundary element code for dynamic elastoplastic problems. *Engineering Analysis with Boundary Elements*. 2016;65(1):147-158. <https://doi.org/10.1016/j.enganabound.2015.12.021>

[32] Latour M, Rizzano G. Recent advances in the technologies of connection for panel structures: Development of an hysteretic damper for industrial buildings. *Recent Patents on Engineering*. 2016;10(2):128-137. <https://doi.org/10.2174/1872212110666160602160351>

[33] D'Aniello M, Tartaglia R, Costanzo S, Landolfo R. Seismic design of extended stiffened end-plate joints in the framework of Eurocodes. *Journal of Constructional Steel Research*. 2017;128:512-527. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.09.017>